



Revista Ciencia Unemi

E-ISSN: 2528-7737

ciencia\_unemi@unemi.edu.ec

Universidad Estatal de Milagro

Ecuador

Sandoval Erazo, Washington Ramiro; Aguilera Ortiz, Eduardo Patricio  
Determinación de Caudales en cuencas con poca información Hidrológica  
Revista Ciencia Unemi, vol. 7, núm. 12, diciembre, 2014, pp. 100-110  
Universidad Estatal de Milagro

Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=582663859012>

- Cómo citar el artículo
- Número completo
- Más información del artículo
- Página de la revista en redalyc.org

redalyc.org

Sistema de Información Científica

Red de Revistas Científicas de América Latina, el Caribe, España y Portugal

Proyecto académico sin fines de lucro, desarrollado bajo la iniciativa de acceso abierto

# Determinación de Caudales en cuencas con poca información Hidrológica

## Resumen

*De manera general, en el Ecuador existe una sensible carencia de información hidrométrica, indispensable para los diseños de obras hidráulicas. Con miras a paliar esta situación desventajosa, se presentan algunas ecuaciones lógicas, resultantes de un análisis de masas, para calcular los caudales mínimos, medios y máximos que, junto con otras, permiten evaluar el coeficiente y el módulo específico de escorrentía. Lo anterior se ilustra con aplicaciones para varias cuencas del País.*

**Palabras clave:** Caudal mínimo, caudal medio, caudal máximo, caudal ecológico, coeficiente de escorrentía, Módulo específico de escorrentía.

## Abstract

*In most cases, in Ecuador there is a noticeable lack of hydrometric information, essential for the design of hydraulic projects. In order to overcome this disadvantage, have been developed some logical equations resulting from mass analysis to calculate the minimum, average and maximum flows, well as others that to assess the runoff coefficient and specific modulus. This is illustrated with some apps to several watersheds of the country.*



**Autores**  
Ing. Washington Ramiro  
Sandoval Erazo, PhD<sup>1</sup>  
Universidad de las  
Fuerzas Armadas-ESPE  
wrsandovale@gmail.com

Ing. Eduardo Patricio  
Aguilera Ortiz<sup>2</sup>  
Universidad de las  
Fuerzas Armadas-ESPE  
epaguilera@hotmail.com

**Recibido: Julio, 2014**  
**Aceptado: Octubre, 2014**

<sup>1</sup>Doctor en Ciencias Técnicas, especialista en Obras Hidrotécnicas, docente a tiempo completo de las materias de Principios de la Hidráulica y Diseño de Obras Hidrotécnicas. Consultor en diseño y construcción de proyectos hidráulicos.

<sup>2</sup>Ingeniero Geólogo, especialista en geotermia y geotecnia de obras hidráulicas. Docente de Ingeniería Geológica y Manejo de Cuencas Hidrográficas. Consultor en ingeniería geológica y geotecnia para el diseño y construcción de Obras Hidráulicas.

## 1. INTRODUCCIÓN

El diseño de ingeniería de los proyectos de aprovechamiento hídrico requiere de información hidrológica para su adecuado dimensionamiento. Desafortunadamente, en el Ecuador se dispone únicamente de datos de precipitaciones y, muy escasamente, de caudales registrados, en vista de lo cual se dificulta determinar la escorrentía y evaluar la producción hídrica de las cuencas. Para paliar esta situación, en la práctica, se recurre a modelos empíricos y semi-empíricos desarrollados en otros países, de acuerdo con sus propias condiciones climáticas, que no son necesariamente aplicables al territorio ecuatoriano.

En la literatura científica son muy conocidas las ecuaciones de Creager, Témez, Verni-King, para la evaluación de caudales de crecida con diferentes períodos de retorno, que no siempre se ajustan a las condiciones climáticas del Ecuador. El presente trabajo asume que la precipitación media es el principal parámetro a considerarse para evaluar la escorrentía de una cuenca.

## 2. DESARROLLO

### Determinación de Caudales

**Caudal Medio, Coeficiente de Escorrentía y Módulo Específico.** A partir de una combinación de las ecuaciones de Voskresensky [1], Zhelezniakov, G. Negovskaya, T. y Ovcharov, E. [2] y Zhivotovsky [3], y considerando un equilibrio de masas, o volúmenes, se propone una ecuación lógica para evaluar los principales parámetros hidrológicos para el diseño de obras de aprovechamiento hídrico.

El volumen promedio de precipitaciones anuales en cualquier cuenca, expresado en m<sup>3</sup>/s, es igual a:

$$V = 1000 \bar{P} A$$

En la que  $\bar{P}$  es el promedio de precipitaciones anuales de la cuenca (mm);

A es el área de la cuenca en km<sup>2</sup>.

El volumen escurrido para el mismo período es igual a:

$$V_e = 31,536 Q_0 10^6$$

Donde,  $Q_0$  es el caudal medio de la cuenca.

Estas dos ecuaciones se igualan a través del coeficiente de escorrentía C,

$$\bar{P} A * C * 10^3 = 31,536 * Q_0 * 10^6$$

Así resulta que:

$$Q_0 = \frac{31,71 * C \bar{P} A}{10^6},$$

A partir de esta ecuación, el *Módulo Específico de Escorrentía*  $M_0$  es:

$$M_0 = \frac{Q_0}{A} = \frac{31,71 C \bar{P}}{10^6}, \quad \left( \frac{m^3}{s} / km^2 \right)$$

Y el Coeficiente de Escorrentía:

$$C = \frac{Q_0 10^6}{31,71 \bar{P} A} = \frac{M_0 10^6}{31,71 \bar{P}}$$

En el Ecuador es más probable encontrar información sobre precipitaciones, por lo que no es difícil determinar  $\bar{P}$  a través de cualquiera de los métodos existentes en la bibliografía, o a partir del Mapa de Isoyetas elaborado por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI). También existe un Mapa de los Módulos Específicos de Escorrentía, elaborado por Pourrut (1995) [4], Figura 1.

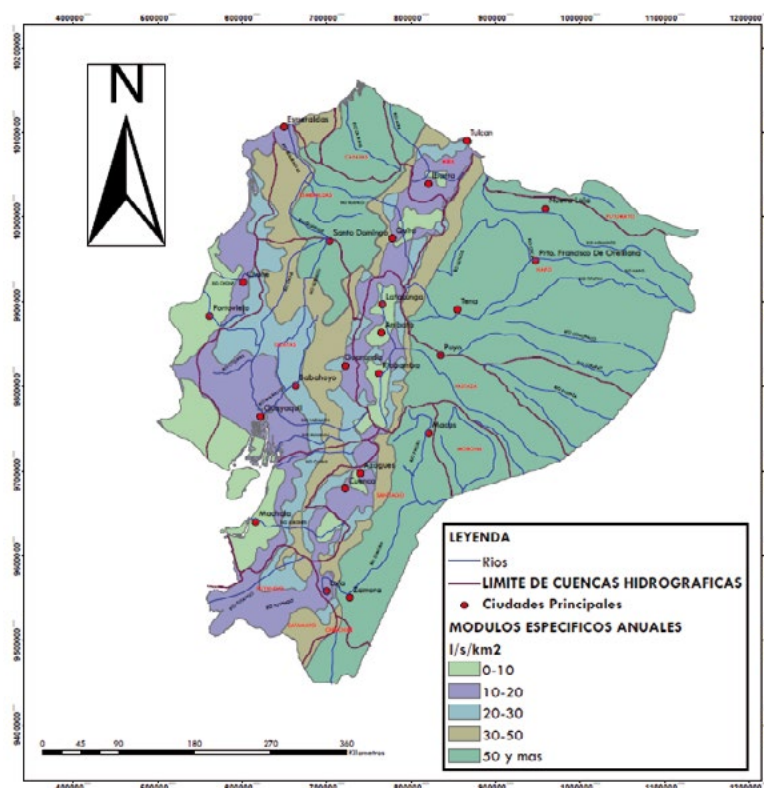
En el caso de cuencas con presencia de glaciares o humedales, la fórmula antes propuesta para el coeficiente de escorrentía debe incorporar la columna de agua, resultante del deshielo o del aporte de los humedales. Si es que no se toma en cuenta esta columna, el valor del coeficiente de escorrentía puede resultar mayor a la unidad. Para calcular los caudales por el Método Racional se recomienda utilizar el coeficiente de escorrentía C, calculado con la expresión propuesta, porque incorpora de manera global, todas las características físicas de la cuenca.

En la realización de estudios hidrológicos es común que el caudal medio de una cuenca se lo exprese únicamente en función del área, a través de la expresión:

$$Q_0 = a A^b$$

a y b son variables que, para la ecuación propuesta, serían:

$$a = \frac{31,71 C \bar{P}}{10^6} \quad y \quad b = 1$$



**Figura 1.** Módulos específicos de escorrentía.  
**Fuente:** Pourrut [4].

Al trabajar en la evaluación de caudales medios de algunos ríos de la vertiente oriental de la Cordillera Real, involucrados en un proyecto de abastecimiento de agua potable para la ciudad de Quito, Carvajal (2013) [5] determinó que  $\alpha=0,044$  y  $b=1,4508$ .

**Caudal Mínimo y Caudal Ecológico.** El caudal mínimo de una cuenca se lo utiliza generalmente como referencia para determinar el caudal ecológico, por lo que se recomienda considerarlo igual a:

$$Q_{min} = \frac{\bar{P}A}{10^6} = Q_{eco}$$

Si se asume que en cada cuenca, la vida animal y vegetal tiene que estar adaptada a las condiciones naturales del sitio, y que esa adaptación se relaciona directamente con el volumen de agua disponible, incluyendo las variaciones extremas, se observa que la anterior ecuación propuesta corresponde a las condiciones mínimas de equilibrio. De acuerdo a lo enunciado, resultaría factible tomar este valor como el caudal ecológico, sin dejar de lado las variaciones resultantes de condiciones específicas, que se las determine mediante estudios especializados, o características particulares del uso del agua, determinadas a partir de factores paisajísticos, de recreación u otros. El caudal mínimo propuesto corresponde aproximadamente al 97% de probabilidad de ocurrencia de los caudales en la cuenca; en

cualquier caso, el caudal ecológico no supera un valor igual a 2,5 veces este caudal mínimo.

**Aplicación de las Ecuaciones.** Como un ejercicio de validación de las ecuaciones propuestas, se consideró algunos datos del estudio realizado por Ríos (2010) [6], en el que a partir de un balance hídrico de seis importantes cuencas del Ecuador, ubicadas en diferentes vertientes, determinó los caudales medios y el coeficiente de escorrentía. En la Tabla 1 se presenta una comparación entre los valores obtenidos por Ríos (2010) [7] y los que resultan de la aplicación de las ecuaciones propuestas en el presente trabajo. Se nota una diferencia máxima del 6,4%, que es completamente aceptable para este tipo de estudios.

Datos Generados por Ríos, L. (2010)					Valores obtenidos con las ecuaciones propuestas			
CUENCA HIDROGRÁFICA	P (mm)	A (km <sup>2</sup> )	Q <sub>o</sub> (m <sup>3</sup> /s)	C	C	% error C	Mo (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )	Qmin (m <sup>3</sup> /s)
RIO ALAMBI EN CHURUPAMBA	1757.2	442.0	16.14	0.70	0.655	6.4	0.0365	0.777
RIO TOACHI A.J. PILATON	1414.3	1526.4	47.26	0.67	0.690	-3.0	0.0310	2.159
RIO ALAO EN HACIENDA ALAO	2777.3	108.0	7.81	0.84	0.821	2.2	0.0723	0.300
RIO MATADERO EN SAYAUSI	1126.6	304.0	6.95	0.64	0.640	0.0	0.0229	0.342
RIO QUIJOS EN BAEZA	1962.2	932.5	44.21	0.76	0.762	-0.3	0.0474	1.830
RIO YANAHURCO D.J. VALLE	1220.3	78.3	2.10	0.69	0.693	-0.4	0.0268	0.096

**Tabla 1.** Comparación de Resultados de la aplicación de las ecuaciones propuestas

**Caudal Máximo.** Se asume como premisa que los caudales máximos están siempre relacionados con un determinado período de retorno en años (T), en vista de lo cual cualquier fórmula empírica debe involucrar este factor. En segundo lugar, se tiene que el exponente *f* del área es variable, de acuerdo con su tamaño.

$$Q_{\max(T)} = a \bar{P} A^f F(T)$$

Para cuencas pequeñas, Voscrenskiy (1956) demostró que el exponente *f* es igual a 1 y, para grandes cuencas, igual a 0,5, aunque puede variar entre 0,4 y 0,7 [8]. Como ejemplo de lo expuesto, para el caso de los caudales máximos, se tiene la ecuación de Témez, citada por Robredro (s.f.) [9] o la envolvente de Creager, citada por Martínez et al. [10]. A partir de la poca información disponible en el Ecuador sobre los caudales máximos, se pudo establecer que el punto de inflexión de la variación del exponente *f* se lo encuentra en cuencas con áreas comprendidas entre 40 y 50 km<sup>2</sup>, por lo que se puede establecer que:

A partir del análisis de la información recopilada en el presente trabajo para varias cuencas del Ecuador, se confirmó, con buen grado

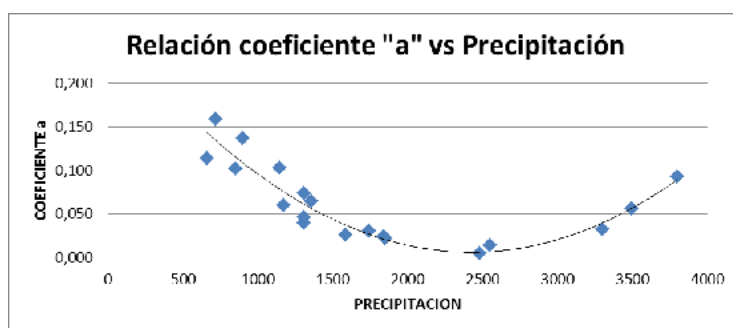
de aproximación que; para cuencas con un área  $A \leq 45 \text{ km}^2$ , el exponente  $f = 1$  y, para cuencas de  $A > 45 \text{ km}^2$ ,  $f = 0,5$ .

Por lo anotado, se confirma que no se debe utilizar una misma ecuación para cuencas de cualquier área. Esta misma premisa se aplica para la Fórmula Racional, respecto a la cual la mayoría de autores recomiendan aplicarla solo en cuencas con áreas menores de 50 a 200 km<sup>2</sup> y para aplicaciones fuera de este rango, la ecuación necesita algunas modificaciones como las citadas por Jianpeng et al. [11].

Para el caso del Ecuador, para cuencas con  $A > 45 \text{ km}^2$ , se propone utilizar la siguiente ecuación para el cálculo de los caudales máximos correspondientes a diferentes períodos de retorno T:

$$Q_{\max} = a \frac{\bar{P} \sqrt{A}}{(1 + \lg A)} (0,5 \ln T - 0,7)$$

En la que: *a* es un coeficiente variable entre 0,01 y 0,1. Con la poca información disponible, que consta en [12] [13] [14] [15] [16] [17] [18] [19], [20], [21], se determinó que existe una relación variable entre la precipitación media y el coeficiente *a*, Figura 2.



**Figura 2.** Relación existente entre el coeficiente *a* y la precipitación media anual

Se nota, de manera clara, que la función  $a=F(P)$  tiene un mínimo para el valor de 2500 mm. Con el fin de obtener una mejor correlación, se ha dividido a esta función en dos partes: la primera corresponde a cuencas con precipitación entre 500 y 2500 mm (para zonas con precipitaciones menores a 1000, por condiciones específicas de la cuenca, puede variar notablemente el valor de  $a$ ); y una segunda parte, para zonas con precipitaciones entre 2500 y 4000 mm, que se la puede ampliar a 5000 mm.

Así, para determinar  $a$  se sugiere la siguiente Tabla 2:

PRECIPITACIÓN (mm)	500 a 2500	> 2500 a 4000
Fórmula para el coeficiente $a$	$a=0,644-0,08*\ln(P)$	$a=0,1256*\ln(P)-0,965$

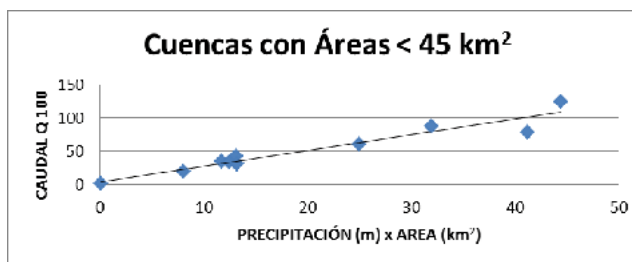
**Tabla 2.** Valores del coeficiente  $a$

En el caso que exista información de otras cuencas similares (igual franja de precipitaciones), se recomienda determinar el coeficiente  $a$  por analogía, a través de las ecuaciones propuestas.

Para el caso que  $A \leq 45 \text{ km}^2$ , se propone la siguiente ecuación:

$$Q_{\max} = a_1 \frac{\bar{P} A}{10^3} (0,5 \ln T - 0,7)$$

Se recomienda utilizar  $a_1 = 1,8$ , aunque puede variar entre 1,6 y 2,0 para cuencas con áreas cercanas a  $45 \text{ km}^2$ , como se observa en la Figura 3.



**Figura 3.** Relación entre el caudal y el producto precipitación por área

Aplicación en el caso del Río Grande de Chone

A pesar que no es muy extensa, la cuenca del Río Grande tiene algunas características especiales, ver Figura 4. Hasta la zona de cierre de la presa del mismo nombre, del Proyecto de Propósito Múltiple Chone, en la cota 25 msnm, tiene un área  $A = 157,12 \text{ km}^2$ , y una longitud del cauce principal  $L = 21,8 \text{ km}$ . La altura máxima en la divisoria de aguas se ubica en la cota 560 msnm, y tiene un índice de Gravelius  $G = 1,28$ .

Los principales afluentes son los ríos: Platanales, Sánchez, Cañitas y Coñaque, que, en

más del 75% de su longitud, se desarrollan entre las cotas 100 y 25 msnm. Esto significa que en la cuenca existen profundos encañonados en medio de laderas muy inclinadas. Las nacientes del Río Grande se ubican en la cota 460 y, apenas ha recorrido 2 km ya se encuentra en la cota 175, por lo que la pendiente promedio inicial es  $i_m = 0,1425$ ; después de 5 km de recorrido se encuentra en la cota 75, ( $i = 0,02$ ). En los 14,8 km que faltan hasta el sitio de cierre, la pendiente es  $i = 0,0034$ . La pendiente media de la cuenca  $i_m = 0,0257$ , con un ancho promedio  $b = 157,12/21,8 = 7,207 \text{ km}$ .



**Figura 4.** Cuenca del Río Grande  
**Fuente:** Autores

Para establecer las precipitaciones sobre la cuenca se utilizaron los datos procesados por el INAMHI, en el “Estudio Hidrológico de Inundaciones en la Cuenca Alta del Río Chone” elaborado por Gutiérrez, Góngora y Melo (2008) [22], que es bastante completo y actualizado, porque cubre un periodo de 42 años (1964-2005), dentro del cual se incluye información de varios eventos El Niño (ENOS) y de cuyos resultados se consideró el valor de  $\bar{P}=1309$  mm para el análisis del presente trabajo, que corresponde al obtenido por el método de Kriging.

**Coefficiente de escorrentía.** A partir del mapa elaborado por Pourrut (1995) [23] se obtuvo el valor promedio del módulo de escorrentía para la cuenca, que corresponde a  $M_0 = 25$  l/s/km<sup>2</sup> = 0,025 m/s/km<sup>2</sup>, con lo que resulta que  $C = 0,602$ ,  $Q_0 = 3,92$  m<sup>3</sup>/s y  $Q_{\min} = Q_{\text{eco}} = 0,206$  m<sup>3</sup>/s.

De acuerdo con los datos presentados por ACOLIT, Cia. Ltda. [24] el volumen medio anual disponible es de 99,76 hm<sup>3</sup>, de donde se puede obtener que el caudal medio es 3,16 m<sup>3</sup>/s, y el caudal ecológico se estableció en  $Q_{\text{eco}} = 0,200$  m<sup>3</sup>/s.

#### Métodos empíricos para el caudal máximo

Existen varias ecuaciones empíricas, muchas de las cuales están citadas por Pérez y Rodríguez [25], Martínez [26], Krochin [27] y Voscrenskiy (1956) [28], de cuya aplicación el rango de caudales resultantes es desde 88 a 1884 m<sup>3</sup>/s, dejando mayor incertidumbre que certeza.

#### Métodos semiempíricos

Se consideran semiempíricos los modelos que, a partir de cierta información experimental, llegan a inferir resultados como, por ejemplo, los que utilizan las huellas dejadas por las grandes crecidas históricas, o la información recabada de los habitantes de una determinada área. Según el testimonio de los habitantes del sector “La Caída”, en el invierno de 1987 la crecida del Río Grande llegó a la cota 32 msnm que, a partir de estimaciones realizadas por los autores representa un caudal  $Q = 695,1$  m<sup>3</sup>/s.

Con base en un análisis expost de la crecida del 4 de marzo de 2013, que se realizó en la sección de cierre de la presa, los autores evaluaron un caudal de crecida en  $Q=703$  m<sup>3</sup>/s. Para el caso de zonas con la presencia de construcciones y cultivos aguas abajo, Martínez, Fernández. y Salas (s.f.) [29], de la Secretaría de Agricultura, Ganadería, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación de México (SAGARPA), recomiendan considerar que los caudales históricos representan el 50% del caudal máximo, a partir de lo cual se tendría que:

$Q_{\max} = 1390,2$  m<sup>3</sup>/s, para la cota 32 en el sitio “La Caída”; y,

$Q_{\max} = 1406$  m<sup>3</sup>/s con el valor determinado para la crecida del 4 de marzo de 2013.

Los datos atinentes a cuencas cercanas constituyen un buen referente para la estimación de caudales. Para el presente caso se dispone de un informe elaborado por Moncayo (1979) [30], en el que se determina el caudal máximo del Río Jama  $Q_{\max} = 3847$  m<sup>3</sup>/s, con un



área de la cuenca  $A = 1094 \text{ km}^2$ . A partir de este dato se estableció el valor de la constante de la Envolvente de Creaguer en  $C = 66,52$ ; por lo cual, el caudal máximo de la cuenca del Río Grande sería:

$$Q = C \left( \frac{A}{2,59} \right)^{0,936/A^{0,048}} = 1359 \text{ m}^3/\text{s}$$

A partir de los datos hidrológicos preliminares del aprovechamiento hidráulico de la cuenca del Río Jama, elaborados por INASSA (2013) [31], para la cuenca del Río Yescas, afluente del Jama que colinda con la del Río Grande, con un área  $A = 187,9 \text{ km}^2$ , se conocen los caudales que aparecen en la Tabla 3, con los que se puede inferir los del Río Grande, mediante una simple relación de áreas.

T. Retorno (años)	10	25	50	100	500	1000	5000	10000
Caudal Yescas	355.6	513.4	595.4	730.0	986.7	1231.3	1558.4	1703.3
Caudal R. Grande	298.6	431.2	500.0	613.1	828.6	1034.1	1308.8	1430.4

**Tabla 3.** Caudales para las Cuencas de los Ríos Yescas y Grande

Se destaca que, en los cuatro casos anteriores, el caudal para un período de retorno de 10.000 años es cercano a  $1.400 \text{ m}^3/\text{s}$ .

El método Racional. Es el que más se utiliza en la ingeniería de obras hidráulicas para la determinación de caudales máximos, a partir de la ecuación:

$$Q = kCIA$$

El valor de  $k$  depende de las unidades que se utilice para expresar la Intensidad  $I$  ( $16,67$  para  $\text{mm}/\text{min}$  y  $0,278$  para  $\text{mm}/\text{h}$ ). Para determinar las intensidades se requiere conocer el tiempo de concentración de la cuenca, para lo cual se pueden utilizar algunas fórmulas citadas por Torres et al. (2012) [32], Ibáñez et al. (s/f) [33], Garrido (2008) [34] y el Ministerio de Transporte y Comunicación de Perú (2008) [35], Tabla 4:

AUTOR	ECUACIÓN	TIEMPO (h)
KIRPICH (1940)	$t_c = 0,006635 \frac{L^{0,77}}{J^{0,385}}$	2,97
V.T. CHOW (1959)	$t_c = 0,2734 \left( \frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{0,64}$	6,34
GIANDOTTI (1934)	$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{H}}$	4,48
TEMEZ (1977)	$t = 0,3 \left( \frac{L}{J^{0,25}} \right)^{0,76}$	6,31
GOROSHKOV (1979)	$t_c = 0,28 * \frac{L}{v}$	4,33

**Tabla 4.** Tiempos de concentración de la cuenca

Al ser notoria la divergencia que presentan los valores del tiempo de concentración, se utilizó el método de la velocidad del flujo de Goroshkov (1979) [36], como definitorio. Con base en algunos aforos realizados en 2013 en la sección del Campamento Río Grande, se determinó que  $v = 1,3 \text{ m/s}$  y al considerar que, en las secciones aguas arriba, la velocidad debe ser ligeramente mayor, se asumió  $v = 1,4 \text{ m/s}$ , a pesar de que para zonas montañosas la bibliografía recomienda tomar valores más altos que el propuesto. El valor así obtenido resulta bastante cercano al que determina la ecuación de Giandotti (4,48 horas).

Con base en lo anterior, se asume que el tiempo de concentración es igual a 260 min o 4,33 horas.

En la siguiente Tabla 5 se presentan los valores calculados de las intensidades en minutos y horas.



T. Retorno (años)	10	25	50	100	500	1000	5000	10000
Intensidad en mm/min	0.74	1.00	1.26	1.58	2.71	3.41	5.83	7.35
Intensidad en mm/h	5.70	7.73	9.74	12.27	20.98	26.43	45.20	56.94
Precipitación en 24 horas*	155.7	186.1	207.5	229.8	278.6	299.9	349.5	370.9

**Tabla 5.** Intensidades para diferentes períodos de retorno de la Cuenca Río Grande  
**Fuente:** Gutiérrez et al. (2008)

Las variaciones en la aplicación de la fórmula racional radican en la determinación del coeficiente de escorrentía, cuyos valores, referidos a distintos autores, se presentan en la Tabla 6 (para ver el significado de coeficientes revisar las referencias [29] y [36]).

AUTOR/Periodo de Retorno	10	25	50	100	500	1000	5000	10000
NADAL	152.4	206.9	260.6	328.3	561.4	707.3	1209.5	1523.8
RAWS	110.9	150.6	189.7	239	408.6	514.8	880.3	1109.1
S/N	154.9	210.2	264.9	333.7	570.6	718.9	1229.3	1548.8
KESTLIN - NIKOLAY	137.1	186	234.4	295.3	504.9	636.1	1087.7	1370.3
SOKOLOVSKY	123.5	167.6	211.1	266	454.9	573.1	979.9	1234.6
VEL. DE CRECIDA	148.2	201.1	253.4	319.2	545.9	687.7	1176	1481.6

**Tabla 6.** Caudales máximos determinados con la Fórmula Racional

Se observa que, entre los autores citados, existe una amplia variación de resultados que se hace más notoria a medida que se incrementa el período de retorno. Existen otras fórmulas para la evaluación de caudales, en las que se utiliza como parámetro de cálculo las precipitaciones, como las propuestas por los siguientes autores:

Fórmula modificada de Verni-King, citada por la compañía ENACON S.A. [37] y el Ministerio de Obras Públicas de Chile [38].

$$Q = C(T) * 0,00618 * P_{24}^{1,24} A^{0,88}$$

Donde,  $P_{24}$  – es la precipitación máxima diaria en mm;  $C(T)$  – coeficiente de escorrentía que depende de la zona y del período de retorno. Un coeficiente parecido utilizaba el ex Instituto Ecuatoriano de Recursos Hídricos (INERHI) para la determinación de caudales, Krochin (1986) [39], que actualizado, se lo puede estimar como  $C(T) = 0,3 * T^{0,19}$ .

#### Fórmula de Témez

$$Q = 0,03 * F_s * P_{24} * A^{0,75} * \log(T)$$

Donde,  $P_{24}$  – es la precipitación máxima diaria en mm;  $F_s$  – el factor de reducción por simultaneidad de la lluvia y es igual a:

$$F_s = 1 - \frac{\log A}{15} = 0,853$$

A las anteriores se suman las propuestas en el presente trabajo. Como la precipitación media anual de la Cuenca del Río Grande es de 1309 mm, el caudal se determinó con la ecuación para  $A > 45 \text{ km}^2$  y el coeficiente  $\alpha$  con:

$$\alpha = 0,644 - 0,08 \ln(1309) = 0,07$$

Los resultados de estos tres métodos se presentan en la Tabla 7.

AUTOR/Periodo de Retorno	10	25	50	100	500	1000	5000	10000
VERNI-KING	128.6	190.9	249.3	322.8	556.4	695.4	1141.5	1401.8
TÉMEZ	177.4	296.4	401.7	523.6	856.7	1025.1	1472.9	1690.3
SANDOVAL&AGUILERA	162.2	326.8	451.3	575.9	865.1	989.6	1278.8	1403.3

**Tabla 7.** Caudales máximos con ecuaciones que utilizan precipitaciones

El cálculo de los caudales máximos se lo puede realizar por subcuencas; en este caso, la ecuación a utilizarse es la desarrollada para áreas menores a 45 km<sup>2</sup>. Los resultados, para diferentes períodos de retorno, aparecen en la Tabla 8, que al compararlos con los de la Tabla 7 tienen un buen grado de aproximación.

Áreas	Precipitación Media	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)							
		10	25	50	100	500	1000	5000	10000
0,4	1200	0,4	0,8	1,1	1,4	2,1	2,4	3,1	3,4
30	1200	29,2	58,9	81,4	103,8	156,0	178,5	230,6	253,1
0,9	1200	0,9	1,8	2,4	3,1	4,7	5,4	6,9	7,6
30	1200	29,2	58,9	81,4	103,8	156,0	178,5	230,6	253,1
16	1300	16,9	34,0	47,0	60,0	90,1	103,1	133,2	146,2
19	1300	20,1	40,4	55,8	71,3	107,0	122,4	158,2	173,6
2	1400	2,3	4,6	6,3	8,1	12,1	13,9	17,9	19,7
25	1400	28,4	57,3	79,1	101,0	151,7	173,5	224,2	246,0
34	1400	38,7	77,9	107,6	137,3	206,3	236,0	304,9	334,6
<b>Q TOTAL (m3/s)</b>		<b>166,1</b>	<b>334,7</b>	<b>462,2</b>	<b>589,8</b>	<b>886,0</b>	<b>1013,5</b>	<b>1309,7</b>	<b>1437,2</b>

**Tabla 8.** Cálculo del caudal por subcuencas y períodos de retorno

#### Método estadístico

El informe “Actualización de los estudios definitivos del Proyecto de Propósito Múltiple Chone”, Tomo III, Vol. 1, año 2008, presenta una serie de caudales medidos aforados entre los años 1971 a 1984, que aparecen en la Tabla 9, excepto el de la fila 1, que corresponde al caudal asumido que pasó en el año 1998 y que alcanzó la cota 32 en el sitio “La Caída”.

A pesar que se trata de una serie corta, puede procesársela para obtener el Coeficiente de Variación Cv, y establecer un Coeficiente de Asimetría Cs, como aparece en la Tabla 9.

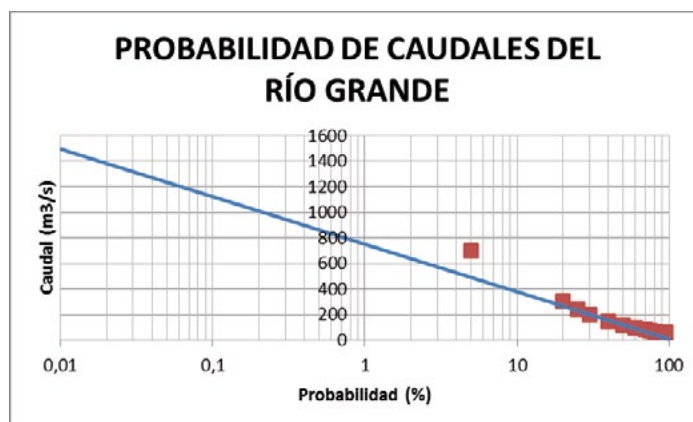
Nº	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Caudales, m3/s	695	375	265	202	168	150	140	126	118	117	89	84	83	79	72	35
Caudal Medio	165	***	Cv	0,99	Cs = 2 * Cv = 1,97 = 2											

**Tabla 9.** Procesamiento de los caudales del Río Grande

Utilizando la Distribución de Pearson III, se establece la curva de Caudales que consta en la Figura 5, cuyos valores se presentan en la Tabla 10.

T. Retorno (años)	10	25	50	100	500	1000	5000	10000
Caudal Q <sub>max</sub> (m3/s)	378.6	526.6	638.6	750.5	1010.4	1122.4	1382.3	1494.2

**Tabla 10.** Caudales probabilísticos máximos del Río Grande



**Figura 5.** Distribución probabilista de los Caudales Máximos del Río Grande

Como punto de referencia, en la Tabla 11 se presenta los caudales, establecidos por ACOLIT (2008) en el diseño final del Proyecto de Propósito Múltiple Chone.

T. Retorno (años)	50	100	500	1000
Caudal Q (m³/s)	415.0	505.0	655.0	750.0

**Tabla 11.** Caudales obtenidos en el estudio base de ACOLIT

### 3. CONCLUSIONES

El presente trabajo propone ecuaciones aplicables a cuencas con escasa información hidrométrica, para determinar los caudales; máximo, medio y mínimo, fundamentados en el equilibrio volumétrico de las masas de agua. Los caudales máximos corresponden a diferentes períodos de retorno.

Las fórmulas para caudales máximos propuestas se separan para cuencas con áreas menores o iguales a 45 km<sup>2</sup> y mayores de 45 km<sup>2</sup>, coincidiendo con las recomendaciones para la aplicación de la Formula Racional. La

ecuación de caudales máximos para cuencas pequeñas ( $A \leq 45 \text{ km}^2$ ) es directamente proporcional al área y a la precipitación media de la cuenca.

Para cuencas grandes se determinó que el coeficiente de proporcionalidad de caudales máximos es variable en función de la precipitación, con un valor mínimo correspondiente a la precipitación media de 2500 mm. Por esta razón otras fórmulas, de otros autores, no son aplicables cuando se obtienen para otro rango de precipitaciones.

### Referencias Bibliográficas

- [1] Vosreskiensky, K. (1956). Cálculos hidrológicos para el diseño de obras hidráulicas en pequeños ríos y riachuelos. Leningrado (San Petersburgo), Rusia. Ed. Hidrometereológica, pág. 258.
- [2] Zhelezniakov, G. Negovskaya, T. y Ovcharov, E. (1984). Hidrología y regulación de escorrentía. Moscú, Rusia. Editorial Kolos.
- [3] Zhivotovsky, B. (1978). Cálculos hidrológicos para construcciones hidráulicas. Moscú, Rusia. Ed. UAP.
- [4] Pourrut, P. (1995). El Agua en el Ecuador. Clima, precipitaciones, escorrentía. Quito, Ecuador. Corporación editora nacional.
- [5] Carvajal, E. (2013). Estudios de factibilidad de la segunda etapa del proyecto de agua potable ríos orientales. Estudio de Factibilidad, Fase 2, Volumen 6 Hidrología. Quito, Ecuador.
- [6] Ríos, L. (2010). Incidencia de la variabilidad climática en los caudales mínimos del Ecuador. Proyecto previo a la obtención del título de Ing. Civil, Quito, Ecuador. EPN.
- [7] Ríos, L.: Op.cit., pág. 95.
- [8] Vosreskiensky, K.: Op. cit., pág. 226.
- [9] Robredo, J. (s/f). Cálculo de caudales de avenida. Universidad Politécnica de Madrid.
- Extraído en octubre del 2013 del sitio:  
<http://www.ugich.com.ar/descargas/AECID%20Curso1/CALCULO%20DE%20CAUDALES%20DE%20AVENIDA.pdf>
- [10] Martínez, M. Fernández, D. y Salas, R. (s/f). Hidrología Aplicada a las Pequeñas Obras Hidráulicas. SEGARPA, Montecillo, México.
- [11] Jiapeng, H. Zhongmin, I. & Zhongbo, Y. (2003). Journal of the American Water Resources Association. A modified rational formula for flood design in small basins. October, paper 29, p. 1017.
- [12] Aguilera, E. (2008). Proyecto Hidroeléctrico Rayo 1. Informe de prefactibilidad. Escuela Politécnica del Ejército. Sangolquí, Ecuador.
- [13] Aguilera, E. (2008). Proyecto Hidroeléctrico Chinambi. Informe de prefactibilidad. Escuela Politécnica del Ejército. Sangolquí, Ecuador.
- [14] Alcázar, J. (2007). El método del caudal básico para la determinación de caudales de mantenimiento. Aplicación a la cuenca del Ebro. Tesis Doctoral. Universidad de Lleida, Cataluña, España.
- [15] Aguirre, L., Jácome, A. y Orquera, G. (2008). Aprovechamiento de las aguas del Río Cristal para la producción de energía eléctrica. Tesis de grado para la obtención del título de Ingeniero Civil. Escuela Politécnica del Litoral. Guayaquil, Ecuador.
- [16] ENERMAX S. A. (2004). Informe de factibilidad. Hidrología y Sedimentología. Proyecto Hidroeléctrico Calope. Quito, Ecuador.
- [17] INASSA, (2013). Informe Ejecutivo del Proyecto Multipropósito Jama. Portoviejo, Manabí.
- [18] Moncayo, G. (1979). Hidrología y Recursos Hidráulicos del Proyecto de propósito Múltiple jama. Centro de Rehabilitación de Manabí. Portoviejo, Ecuador. Tomo I.
- [19] Sandoval, W. y Aguilera, E. (2013). Estudio hidrológico de caudales del Río Grande. Informe de Comisión Técnica. Chone Ecuador.
- [20] SWECO INTERNATIONAL. (2004). Diagnóstico unificado y plan de desarrollo sustentable de las cuencas Mira- Mataje y Carchi-Guaitara. Informe de Hidrología. Tulcán, Ecuador.

**Referencias Bibliográficas**

- [21] Carias, B. Chacón, E. y Martínez, M. (2004). Validación de metodologías para el cálculo de caudales máximos en El Salvador. San Salvador. Universidad José Simeón Cañas.
- [22] Gutiérrez, C.; Góngora, E. y Melo, P. (2008). Estudio Hidrológico de Inundaciones en la Cuenca Alta del Río Chone (Garrapata, Mosquito y Grande). Estudios e Investigaciones Hidrológicas Superficiales INAMHI, CLIRSEN y FAO. Quito, Ecuador. INAMHI.
- [23] Pourrut, P.: Op. cit., p. 4.
- [24] ACOLIT Cía. Ltda. (2008). Actualización de los estudios definitivos del Proyecto de Propósito Múltiple Chone. Estudio Hidrológico. Portoviejo, Manabí. Tomo III, Volumen 1/2.
- [25] Pérez, G. Rodríguez A. Hidrología Superficial. México. Ebook, 2009.
- [26] Martínez, A. (2006). Métodos de los coeficientes de escorrentía. Extraído en octubre del 2013 del sitio: [www.oasifiction.com](http://www.oasifiction.com)
- [27] Krochin, S. (1986). Diseño Hidráulico. Quito, Ecuador, Escuela Politécnica Nacional, 3ª Ed.
- [28] Vosresniensky, K.: Op.cit. pág. 229.
- [29] Martínez, M Fernández, D. y Salas, R.: Op.cit., pág. 8.
- [30] Moncayo, G.: Op. cit., pág. 21.
- [31] INASSA, Cia. Consultora: Op.cit., pág.119.
- [32] Torres, M. López, E. y Castañeda, L. (2012). Análisis de Metodologías para el Cálculo de Coeficiente de Escorrimento. Acapulco, México. XXII Congreso Nacional de Hidráulica.
- [33] Ibañez, S. Moreno, H. y Gisbert, J. (s/f). Métodos para la determinación del coeficiente de ecorrentía (C). Valencia, España. Universidad de Valencia.
- [34] Garrido, M. (2008). Cálculo hidrológico de procesos de lluvia-escorrentía mediante un modelo de aguas someras 2D. Proyecto Técnico. La Coruña, España. Universidade da Coruña.
- [35] MTC, (2008). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Ministerio de Transportes y Comunicación. Lima Perú, Ed. Laboratorio DEE.
- [36] Goroshkov, I. (1979). Cálculos hidrológicos. San Petersburgo, Rusia. Edit. Hidrometereológica.
- [37] ENACON S.A. (2012). Estudio de crecida en bocatoma del Río Triful. Santiago de Chile, Chile.
- [38] MOP, (1995). Manual de cálculo de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información fluviométrica. Dirección General de Aguas. Santiago de Chile, Chile. S.E.B. N° 4.
- [39] Krochin, S.: Op.cit., pág. 369.